

ЛІТЕРАТУРА



НАВЧАЛЬНО-МЕТОДИЧНА

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Тернопільський національний технічний університет
імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
Кафедра будівельних конструкцій

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять та самостійної роботи
студентів з дисципліни **«Проектування залізо-
бетонних та мурованих конструкцій»**
для студентів спеціальності
192 «Будівництво та цивільна інженерія»
денної і заочної форми навчання

Тернопіль – 2018

УДК 624.012.41
М54

Укладачі:

О. П. Конончук, *канд. техн. наук, доцент*
В. П. Ясній, *докт. філософії, доцент*

Рецензент:

Ю. І. Пиндус, *канд. техн. наук, доцент*

Розглянуто й затверджено на засіданні кафедри будівельних конструкцій.
Протокол № 6 від 05 лютого 2018 р.

Розглянуто й затверджено на засіданні методичної комісії факультету інженерії машин, споруд та технологій.
Протокол № 6 від 07 березня 2018 р.

Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 22 с.

Складено з урахуванням матеріалів літературних джерел, наведених у переліку.

УДК 624.012.41

© Конончук О.П.
© Ясній В.П.
© Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018

Зміст

| | |
|---|-----------|
| ВСТУП | 4 |
| ЗАГАЛЬНІ ТЕОРЕТИЧНІ ВІДОМОСТІ | 4 |
| РОЗДІЛ 1. ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ | 6 |
| Практичне заняття №1. Розрахунок і конструювання контрфорсної підпірної стіни. Визначення розмірів підпірної стіни. Визначення зусиль, що діють на контрфорсну підпірну стінку | 6 |
| Практичне заняття №2. Перевірка умов стійкості контрфорсної підпірної стінки та визначення тиску під подошвою фундаменту | 9 |
| Практичне заняття №3. Розрахунок передньої частини фундаментної плити контрфорсної підпірної стіни | 10 |
| Практичне заняття №4. Розрахунок задньої частини фундаментної плити контрфорсної підпірної стіни | 12 |
| Практичне заняття №5. Розрахунок вертикальної стінки контрфорсної підпірної стіни | 13 |
| Практичне заняття №6. Розрахунок вертикальної плити контрфорсної підпірної стіни за граничними станами 2-ої групи | 15 |
| Практичне заняття №7. Розрахунок ребра (контрфорсу) підпірної стіни | 16 |
| РОЗДІЛ 2. САМОСТІЙНА РОБОТА СТУДЕНТІВ | 20 |
| <i>Запитання для самоперевірки</i> | <i>21</i> |
| СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ | 22 |

ВСТУП

Навчальним планом підготовки магістрів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» передбачено вивчення дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій». Метою практичних занять, що проводяться в межах даної дисципліни є: закріпити знання теоретичного матеріалу, набути навички практично використовувати методики розрахунку та конструювання залізобетонних конструкцій інженерних споруд зі збірного і монолітного залізобетону, закріпити вміння користуватися нормативною і технічною літературою. Для проектування споруди зі збірного залізобетону необхідно використовувати типові залізобетонні конструкції, які приймаються за типовими серіями, каталогами чи довідниками проектувальника. Якщо це з деяких причин неможливо, то розробляються індивідуальні конструкції.

В межах самостійної роботи, студенти приймають вихідні дані відповідно до наведених таблиць за своїм кодом (шифром залікової книжки), або відповідно до виданого викладачем індивідуального завдання та виконують завдання аналогічні, що були розглянуті на практичних заняттях. Приймати інші вихідні дані не дозволяється.

В даних методичних вказівках передбачається розрахунок і конструювання підпірної стіни з контрфорсами із монолітного залізобетону.

ЗАГАЛЬНІ ТЕОРЕТИЧНІ ВІДОМОСТІ

Підпірні стіни – конструкції, які сприймають тиск від масиву ґрунту або інших сипучих матеріалів та навантаження, розташованого на їхній поверхні. Підпірні стіни утримують сипучі матеріали у заданому положенні.

Підпірні стіни класифікують за декількома ознаками. За конструктивними особливостями стіни бувають гравітаційні, шпунтові і пальові. У гравітаційних стінах горизонтальний тиск ґрунту сприймається власною масою стіни і масою ґрунту, який знаходиться в межах розмірів плити. Мі-

цність пальових і шпунтових стін забезпечується їхнім опором згинанню, а стійкість – опором випиранню ґрунту основи.

Гравітаційні підпірні стіни бувають масивні, кутові, контрфорсні, анкерні, ряжеві. Найбільш поширені кутові та контрфорсні стіни. За способом виготовлення стіни можуть бути монолітні, збірні та збірно-монолітні.

Кутові стіни складаються з лицьової вертикальної та фундаментної плит, з'єднаних між собою жорстко. Такі стіни ще називають тонкостінними консольними. В монолітних стінах жорсткість в місці з'єднання плит досягається завдяки розміщенню відповідної арматури. У збірних стінах таке з'єднання забезпечується наявністю у фундаментній плиті щілинного пазу, в якому замонолічується лицьова плита. Ширина фундаментної плити складає приблизно $B = (0,7 - 1,0)H$, де H – висота стіни. Передня частина фундаментної плити складає $b = (0,2 - 0,3)H$.

Кутові підпірні стіни застосовують, коли їхня висота не перевищує 4,5 м. За більшої висоти більш економічні стіни з контрфорсами (вертикальними ребрами).

Кутові підпірні стіни можуть бути виготовлені і у вигляді окремих блоків довжиною 2 – 3 м. Розроблені конструкції збірних кутових стін, які складаються з двох елементів: стінової (лицьової) плити і фундаментної плити. Висота таких плит знаходиться в межах 1,2 – 3,6 м (через 60 см). Номінальна довжина стінових плит прийнята 3 м, фундаментних – 3 і 1,5 м, а ширина фундаментних плит – 2,2; 2,5; 3,1 і 3,7 м. В монолітних підпірних стінах можуть бути прийняті за розрахунками будь-які розміри з дотриманням модульної системи.

Контрфорсні підпірні стіни складаються з лицьової та фундаментної плит і ребер, які розташовують вздовж стіни через $a = (2 - 3,5)$ м. Розроблені типові збірні кутові підпірні стіни з контрфорсами, але їхня конструкція досить складна.

Розраховують підпірні стіни на дію горизонтальних і вертикальних навантажень. Вертикальні навантаження складають власна вага конструкцій стіни та вага ґрунту, розташованого в межах розмірів стіни. Горизон-

тальні навантаження виникають від тиску ґрунту з урахуванням навантаження (постійного, змінного), розташованого на поверхні ґрунту.

Елементи кутових стін розраховують як згинальні елементи. В стінах з контрфорсами розраховують лицьову стіну, фундаментну плиту та контрфорс. Залежно від співвідношення висоти плити і віддалі між ребрами лицьова (вертикальна) плита може розраховуватися за балочною нерозрізною схемою або як плита, оперта по контуру. В цьому випадку плити розглядаються як защемлені по граням ребер та у фундаментній плити. Так же розраховується тильна частина фундаментної плити. Передня частина фундаментної плити розглядається як консоль.

Ребро (контрфорс) стіни має перемінну висоту і працює на згин як консоль, защемлена у фундаментній плиті. Його розглядають як балку таврового перерізу. Ребро також розраховують на відрив від лицьової і фундаментної плити.

РОЗДІЛ 1. ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ

Практичне заняття №1.

**Тема: Розрахунок і конструювання контрфорсної підпірної стіни.
Визначення розмірів підпірної стіни. Визначення зусиль, що діють на контрфорсну підпірну стінку**

Запроектувати контрфорсну підпірну стіну за наступними вихідними даними:

- повна висота стіни $H = 7,5$ м;
- глибина закладання підстави $d = 1,8$ м;
- питома вага ґрунту $\rho = 1,6$ т/м³;
- кут внутрішнього тертя ґрунту $\varphi = 25^\circ$;
- тимчасовий опір ґрунту $R_0 = 300$ кПа;
- коефіцієнт тертя підстави $\mu = 0,6$;
- тимчасове навантаження на поверхні ґрунту $v = 6$ кПа;
- клас бетону B15; клас робочої арматури A 300С.

1.1 Визначення розмірів підпірної стіни

Ширина фундаментної плити підпірної стінки:

$$B = (0,5 \dots 0,9) H = (0,5 \dots 0,9) 7,5 = 3,75 \dots 6,75 \text{ м. Приймаємо } B = 5,5 \text{ м.}$$

Величину переднього виступу фундаментної плити призначаємо:

$$b = (0,2 \dots 0,3) B = (0,2 \dots 0,3) 5,5 = 1,1 \dots 1,65 \text{ м. Приймаємо } b = 1,5 \text{ м.}$$

$$\begin{aligned} \text{Товщина вертикальної плити: } t &= (1/8 \dots 1/5) H = \\ &= (1/8 \dots 1/15) 7,5 = 0,94 \dots 0,5 \text{ м. Приймаємо } t = 0,8 \text{ м.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Товщина фундаментної плити: } a &= (1,1 \dots 1,3) t = (1,1 \dots 1,3) 0,8 = 0,88 \dots 1,04 \text{ м.} \\ \text{Приймаємо } a &= 1,0 \text{ м.} \end{aligned}$$

$$\text{Відстань між ребрами: } c \leq H / 2 = 7,5 / 2 = 3,75 \text{ м. Приймаємо } c = 3 \text{ м.}$$

Геометричні розміри підпірної стіни наведені на рис. 1.

На підпірну стінку діє: власна вага стінки та ґрунту, активний та пасивний горизонтальні тиски ґрунту, навантаження на поверхні. Вагу конструкцій та ґрунту в межах ширини підосви визначаємо геометрично (для смуги шириною 1 м).

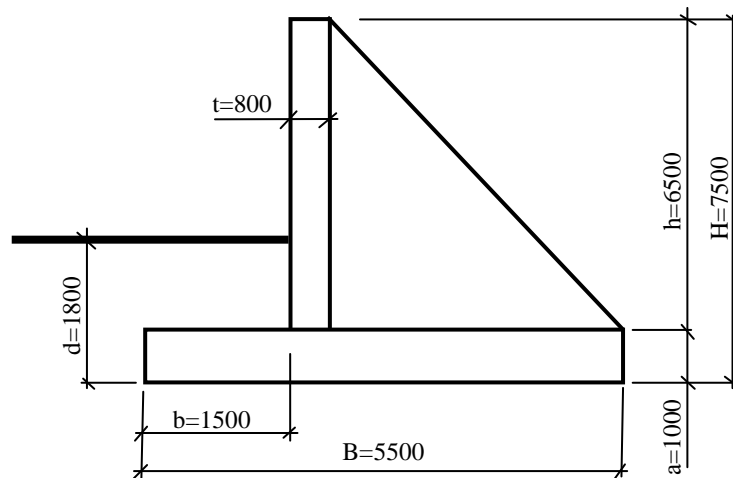


Рис. 1. Розміри підпірної стіни

1.2 Визначення зусиль, що діють на підпірну стінку

Нормативні значення ваги конструкцій та ґрунту (рис. 2):

$$G_{cp1} = \rho \cdot (B - b - t) \cdot h \cdot 1 = 16(5,5 - 1,5 - 0,8) \cdot 6,5 \cdot 1 = 332,8 \text{ кН};$$

$$G_{cp2} = \rho b \cdot (d - a) \cdot 1 = 16 \cdot 1,5 \cdot (1,8 - 1) \cdot 1 = 19,2 \text{ кН};$$

$$G_{cm} = \rho h \cdot t \cdot 1 = 25 \cdot 6,5 \cdot 0,8 \cdot 1 = 130 \text{ кН};$$

$$G_{nl} = \rho B \cdot a \cdot 1 = 25 \cdot 5,5 \cdot 1 \cdot 1 = 137,5 \text{ кН.}$$

$$G_{zp} = G_{zp1} + G_{zp2} = 332,8 + 19,2 = 352 \text{ кН};$$

$$G_k = G_{cm} + G_{nl} = 130 + 137,5 = 267,5 \text{ кН}.$$

$$\sum G_n = G_k + G_{zp} = 267,5 + 352 = 619,5 \text{ кН}.$$

Розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунту:

$$\sum G = \sum G_n \cdot \gamma_f = 619,5 \cdot 0,9 = 557,55 \text{ кН},$$

де $\gamma_f = 0,9$ – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Тимчасове навантаження на поверхню ґрунту зводимо до еквівалентного шару ґрунту: $h_{red} = \frac{\nu}{\rho} = \frac{6}{16} = 0,375 \text{ м}.$

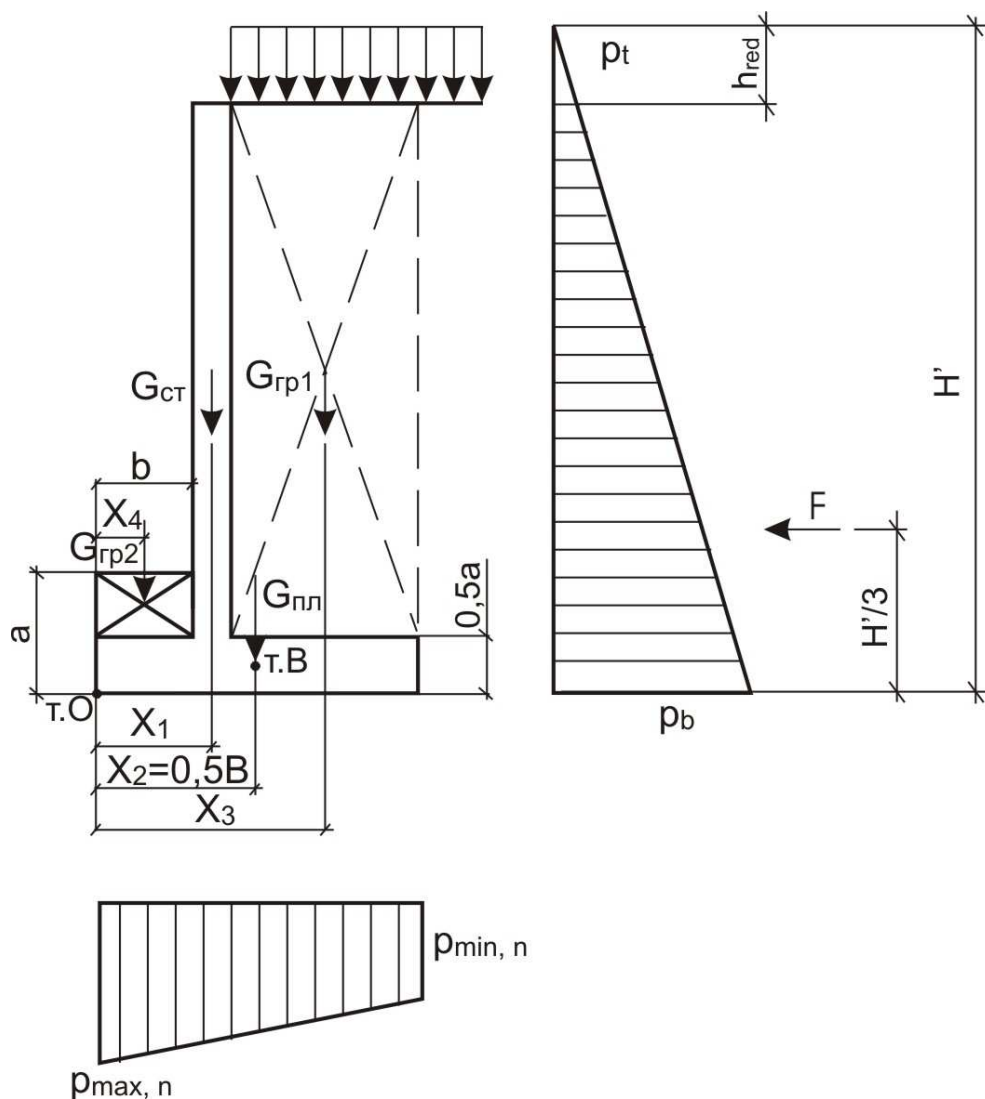


Рис. 2. Розрахункова схема підпірної стіни

Визначаємо боковий тиск ґрунту на стінку з інтенсивністю:

$$- \text{зверху} \quad p_t = \rho \cdot h_{red} \cdot k \cdot \gamma_f = 16 \cdot 0,375 \cdot 0,41 \cdot 1,2 = 2,95 \text{ кН/м}^2;$$

$$- \text{знизу} \quad p_b = \rho \cdot (h_{red} + H) \cdot k \cdot \gamma_f = 16 \cdot (0,375 + 7,5) \cdot 0,41 \cdot 1,2 = 62,0 \text{ кН/м}^2$$

де $\gamma_f = 1,2$ – коефіцієнт надійності за навантаженням;

$$k = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - 25^\circ/2) = \tan^2 32,5^\circ = 0,41.$$

Визначаємо рівнодіючу активного тиску ґрунту:

$$F = \left(\frac{p_t + p_b}{2} \right) \cdot 1 \cdot H = \left(\frac{2,95 + 62,0}{2} \right) \cdot 1 \cdot 7,5 = 243,53 \text{ кН}.$$

Практичне заняття №2.

Тема: Перевірка умов стійкості контрфорсної підпірної стінки та визначення тиску під подошвою фундаменту

2.1 Перевірка умов стійкості контрфорсної підпірної стінки

Перевіряємо умову стійкості стінки проти зсуву:

$$\frac{\sum G \cdot \mu}{E} = \frac{557,55 \cdot 0,6}{243,56} = 1,37 > 1,2$$

Умова виконується, стійкість стінки забезпечена.

Перевіряємо умову стійкості стінки проти перекидання відносно т.О (рис. 2):

$$\frac{M_1}{M_2} \geq 1,5,$$

де M_1 – момент, що утримує стінку проти перекидання відносно т.О;

M_2 – момент від дії тиску ґрунту, що викликає перекидання стінки відносно т.О.

$$M_1 = (G_{cm} \cdot X_1 + G_{nl} \cdot X_2 + G_{zp1} \cdot X_3 + G_{zp2} \cdot X_4) \cdot \gamma_f = (130 \cdot 1,9 + 137,5 \cdot 2,75 + 332,8 \cdot 3,9 + 19,2 \cdot 0,75) \cdot 0,9 = 1743,7 \text{ кНм}$$

$$M_2 = E \cdot z = E \cdot \frac{1}{3} H' = 243,56 \cdot \frac{1}{3} (7,5 + 0,375) = 639,34 \text{ кНм}$$

$$\text{Умова: } \frac{1743,70}{639,34} = 2,73 > 1,5 \text{ виконується.}$$

2.2 Визначення тиску під подошвою фундаменту

Визначаємо значення крайового тиску під подошвою фундаменту (на ділянці довжиною 1 м):

$$p_{min,n}^{max} = \frac{N^n}{A} \pm \frac{M^n}{W},$$

$$\text{де } W = \frac{1 \cdot B^2}{6} = \frac{1 \cdot 5,5^2}{6} = 5,04 \text{ м}^3;$$

$$A = 1 \cdot B = 1 \cdot 5,5 = 5,5 \text{ м}^2;$$

$$N^n = \sum G_n = 619,5 \text{ кН};$$

M^n – нормативне значення моменту всіх сил відносно т. В – центру ваги фундаменту(див. рис.2.6):

$$\begin{aligned} M^n = & -G_{cm} \cdot (B/2 - X_1) + G_{zp1} \cdot (X_3 - B/2) - E \cdot (0,3H' - 0,5a) \div \\ & \div \gamma_f - G_{zp2} \cdot (B/2 - X_4) = -130 \cdot (2,25 - 1,9) + 332,8 \cdot (3,9 - 2,25) - \\ & - 243,56 \cdot (0,3 \cdot 7,5 + 0,375) / 1,2 - 19,2 \cdot (2,25 - 0,75) = 96,8 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Перевіряємо умови:

$$p_{max,n} = \frac{619,5}{5,5} + \frac{96,8}{5,04} = 131,8 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 300 = 360 \text{ кПа};$$

$$p_{min,n} = \frac{619,5}{5,5} - \frac{96,8}{5,04} = 93,4 \text{ кПа} > 0.$$

Середній тиск на підшву фундаменту:

$$p_{m,n} = \frac{N^n}{A} = \frac{619,5}{5,5} = 112,6 \text{ кПа} < R = 300 \text{ кПа}.$$

Умови стійкості підпірної стіни виконуються. Стійкість підпірної стіни забезпечена.

Практичне заняття №3.

Тема: Розрахунок передньої частини фундаментної плити контрфорсної підпірної стіни

Розрахункова схема – консоль, завантажена тиском ґрунту під підошвою.

Значення розрахункового тиску ґрунту в місці защемлення плити фундаменту з вертикальною стінкою (рис. 3):

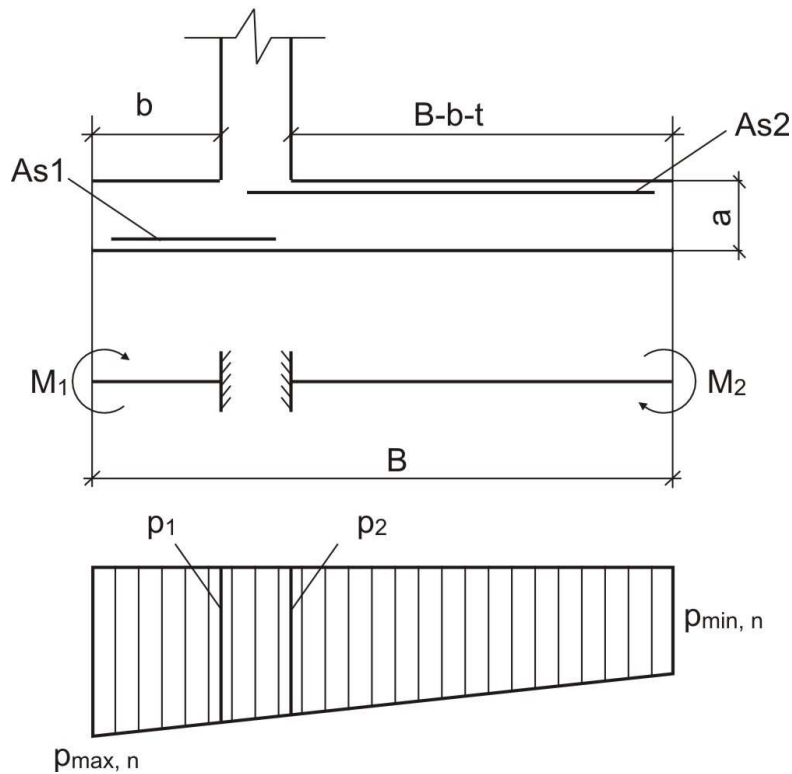


Рис. 3. До розрахунку фундаментної плити

$$p_1 = \left(p_{max, n} - \frac{p_{max, n} - p_{min, n}}{B} b \right) \cdot \gamma_f =$$

$$= \left(131,8 - \frac{131,8 - 93,4}{5,5} \cdot 1,5 \right) \cdot 1,2 = 145,6 \text{ кПа}$$

$$p_2 = \left(p_{min, n} - \frac{p_{max, n} - p_{min, n}}{B} (B - b - t) \right) \cdot \gamma_f =$$

$$= \left(93,4 - \frac{131,8 - 93,4}{5,5} \cdot (5,5 - 1,5 - 0,8) \right) \cdot 1,2 = 139 \text{ кПа}$$

$$M = \frac{p_{max, n} \cdot \gamma_f + p_1}{2} \cdot \frac{b^2}{2} = \frac{131,8 \cdot 1,2 + 145,6}{2} \cdot \frac{1,5^2}{2} = 170,8 \text{ кНм}$$

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{170,8 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1 \cdot 0,96^2} = 0,02,$$

$$\text{де } h_0 = a - d_{\text{зах.шару}} - \frac{d}{2} = 1 - 0,03 - \frac{0,02}{2} = 0,96 \text{ м.}$$

За таблицею по значенню α визначаємо: $\eta = 0,99$ та $\xi = 0,02$.

Перевіримо умову: $\xi \leq \xi_r$

Значення ξ_r обчислюємо за виразом:

$$\xi_r = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sn,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,782}{1 + \frac{280}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,782}{1,1}\right)} = 0,673,$$

де $\omega = a - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,782$;

$\sigma_{sc,u} = 500$ МПа;

$\sigma_{sr} = R_s = 280$ МПа.

Умова: $\xi = 0,02 < \xi_r = 0,673$ виконується.

$$A_{s1} = \frac{M}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{170,8}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,99 \cdot 0,96} = 0,00071 \text{ м}^2 = 7,13 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 стержні $\varnothing 14$ класу А300 з $A_{s1} = 7,69 \text{ см}^2$.

Практичне заняття №4.

Тема: Розрахунок задньої частини фундаментної плити контрфорсної підпірної стіни

$$\text{Оскільки } 0,5 < \frac{B - b - t}{c} = \frac{5,5 - 1,5 - 0,8}{3} = \frac{3,2}{3} = 1,07 < 2,$$

то задня частина фундаментної плити працює як плита оперта на 3 сторони. При цьому існує два варіанти завантаження: тиском ґрунту під подошвою плити, вагою ґрунту призми обвалення.

Найбільший момент виникає посередині вільної сторони і визначається за формулою:

$$M = \beta \cdot p \cdot c^2,$$

де $\beta = 0,115$ – коефіцієнт, що залежить від співвідношення сторін ділянки плити.

Завантаження тиском ґрунту під подошвою плити

$$p = \frac{P_{min,n} \cdot \gamma_f + p_2}{2} = \frac{93,4 \cdot 1,2 + 139}{2} = 125,5 \text{ кПа.}$$

$$M = 0,115 \cdot 125,5 \cdot 3^2 = 130 \text{ кНм.}$$

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{130 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1 \cdot 0,96^2} = 0,016.$$

За таблицею по значенню α визначаємо: $\eta = 0,992$ та $\xi = 0,016$.

Умова: $\xi = 0,016 < \xi_r = 0,673$ виконується.

$$A_{s2} = \frac{M}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{130}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,992 \cdot 0,96} = 0,000541 \text{ м}^2 = 5,41 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5 стержнів $\varnothing 12$ класу А300 з $A_{s2} = 5,65 \text{ см}^2$.

Практичне заняття №5.

Тема: Розрахунок вертикальної стінки контрфорсної підпірної стіни

Оскільки $\frac{c}{H'} = \frac{3}{6,5} = 0,46 < 0,5$, то плита працює в горизонтальному напрямку як нерозрізна п'яти пролітна балка. В цьому випадку момент на опорі та в прольоті рівний $M = \frac{q \cdot c^2}{16}$ (де q – навантаження на 1 м.п.).

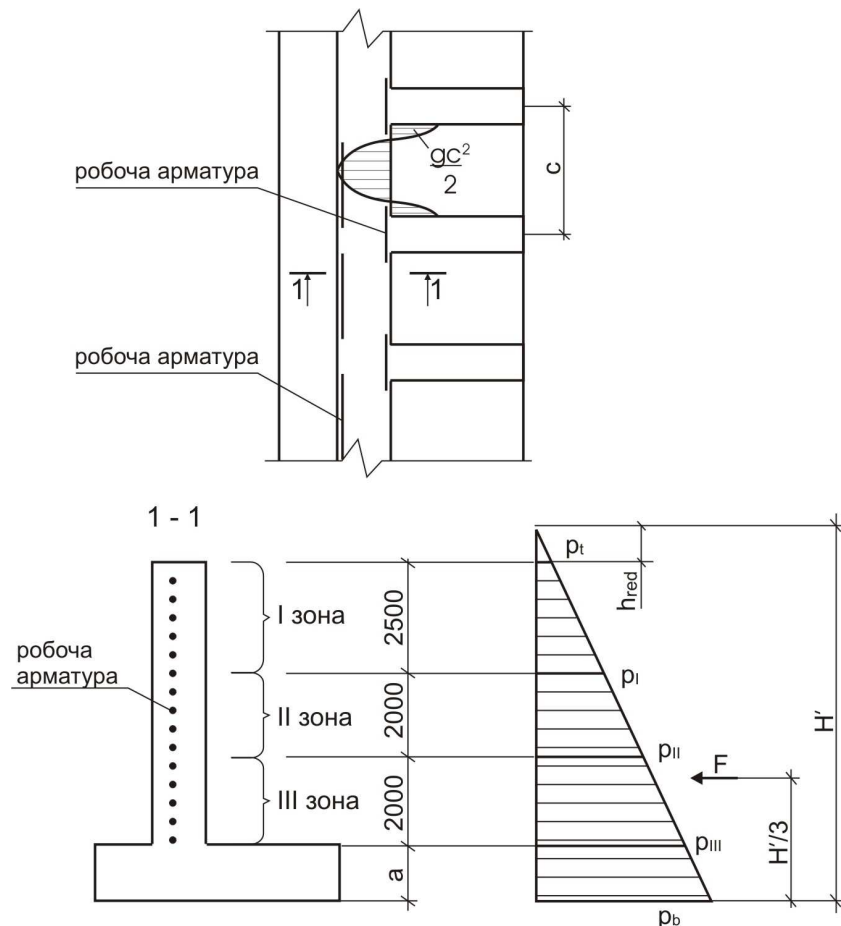


Рис. 4. До розрахунку вертикальної плити

По висоті розбиваємо вертикальну стінку на 3 зони висотою відповідно 2,5; 2 і 2 м (рис. 4). В кожній зоні визначаємо максимальний тиск і знаходимо необхідну площу арматури.

Зона I (ширина зони 2,5 м):

$$p_I = p_t + \frac{p_b - p_t}{H} \cdot h = 2,95 + \frac{62 - 2,95}{7,5} \cdot 2,5 = 22,63 \text{ кПа};$$

$$q_I = p_I \cdot 2,5 = 22,63 \cdot 2,5 = 56,57 \text{ кН/м.}$$

$$M_I = \frac{56,57 \cdot 3^2}{16} = 31,82 \text{ кНм.}$$

$$\alpha = \frac{M_I}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{31,82 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1 \cdot 0,76^2} = 0,01,$$

$$\text{де } h_0 = a - d_{\text{зах.шару}} - \frac{d}{2} = 0,8 - 0,03 - \frac{0,02}{2} = 0,76 \text{ м.}$$

За таблицею по значенню α визначаємо: $\eta = 0,995$ та $\xi = 0,01$.

Умова: $\xi = 0,001 < \xi_r = 0,673$ виконується.

$$A_{s2} = \frac{M_I}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{31,82}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,995 \cdot 0,76} = 0,000167 \text{ м}^2 = 1,67 \text{ см}^2.$$

Мінімальний коефіцієнт армування $\mu_{\min} = 0,0005$, тоді:

$$A_{s,\min} = \mu_{\min} \cdot h_0 \cdot 250 = 0,0005 \cdot 76 \cdot 250 = 9,5 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5 стержнів $\varnothing 16$ класу А300 з $A_{sI} = 10,05 \text{ см}^2$.

Зона II (ширина зони 2 м):

$$p_{II} = p_t + \frac{p_b - p_t}{H} \cdot h = 2,95 + \frac{62 - 2,95}{7,5} \cdot 4,5 = 38,38 \text{ кПа}$$

$$q_{II} = p_{II} \cdot 2 = 38,38 \cdot 2 = 76,76 \text{ кН/м.}$$

$$M_{II} = \frac{76,76 \cdot 3^2}{16} = 43,18 \text{ кНм.}$$

$$\alpha = \frac{M_{II}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{43,18 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1 \cdot 0,76^2} = 0,01$$

За таблицею по значенню α визначаємо: $\eta = 0,995$ та $\xi = 0,01$.

Умова: $\xi = 0,001 < \xi_r = 0,673$ виконується.

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{43,18}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,995 \cdot 0,76} = 0,000226 \text{ м}^2 = 2,26 \text{ см}^2.$$

$$A_{s,min} = \mu_{min} \cdot h_0 \cdot 200 = 0,0005 \cdot 76 \cdot 200 = 7,6 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 стержнів $\varnothing 14$ класу А300 з $A_{sII} = 7,69 \text{ см}^2$.

Зона III (ширина зони 2 м) :

$$p_{III} = p_t + \frac{p_b - p_t}{H} \cdot h = 2,95 + \frac{62 - 2,95}{7,5} \cdot 6,5 = 54,13 \text{ кПа},$$

$$q_{III} = p_{III} \cdot 2 = 54,13 \cdot 2 = 108,25 \text{ кН/м}.$$

$$M_{III} = \frac{108,25 \cdot 3^2}{16} = 60,89 \text{ кНм}.$$

$$\alpha = \frac{M_{III}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{60,89 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1 \cdot 0,76^2} = 0,012.$$

За таблицею по значенню α визначаємо: $\eta = 0,996$ та $\xi = 0,012$.

Умова: $\xi = 0,012 < \xi_r = 0,673$ виконується.

$$A_{sIII} = \frac{M_{III}}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{60,89}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,996 \cdot 0,76} = 0,00032 \text{ м}^2 = 3,2 \text{ см}^2.$$

Мінімальний коефіцієнт армування $\mu_{min} = 0,0005$:

$$A_{s,min} = \mu_{min} \cdot h_0 \cdot 200 = 0,0005 \cdot 76 \cdot 200 = 7,6 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 стержнів $\varnothing 14$ класу А300 з $A_{sIII} = 7,69 \text{ см}^2$.

Практичне заняття №6.

Тема: Розрахунок вертикальної плити контрфорсної підпірної стіни за граничними станами 2-ої групи

Підпірна стіна відноситься до конструкцій з вимогами 3-ї категорії тріщиностійкості. Для розрахунку приймаємо III зону, де максимальний розрахунковий згинальний момент рівний $M = 60,89 \text{ кНм}$, тоді нормативне значення моменту:

$$M^n = M / \gamma_f = 60,89 / 1,2 = 50,74 \text{ кНм}.$$

Перевіряємо умову: $M_r \leq M_{crc}$,

де $M_r = M^n = 50,74 \text{ кНм}$ – момент від зовнішніх сил;

M_{crc} – момент, який сприймає переріз перед утворенням тріщин.

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,15 \cdot (10^3) \cdot 1,49 = 1713,5 \text{ кНм},$$

де $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h^2}{3} = 1,75 \cdot \frac{2 \cdot 2 \cdot 0,8^2}{3} = 1,49 \text{ м}^3$ – момент опору відносно нижньої грані елемента з врахуванням пластичних деформацій.

$$M_r = 50,74 \text{ кНм} < M_{crc} = 1713,5 \text{ кНм}.$$

Умова виконується, отже тріщини не утворюються.

Практичне заняття №7.

Тема: Розрахунок ребра (контрфорсу) підпірної стіни

Ребро розраховуємо як консоль, защемлену у фундаментній плиті. Розрахунковий переріз – тавровий, зі змінною висотою. Товщина ребра складає $t_{ребра} = 600 \text{ мм}$. Як і вертикальну плиту ділимо контрфорс по висоті на 3 ділянки, висотою відповідно 2,5; 2; 2 м. Навантаження приймаємо рівномірно розподіленим по висоті інтенсивністю рівною максимальному тиску ґрунту на відповідній ділянці.

Робоча арматура (поз.1 рис. 5) являє собою похилі стержні і розраховується на момент: $M = \frac{g \cdot l^2}{2}$,

де l – довжина відповідної зони;

g – рівномірно розподілене навантаження, кН/м.

Зона I (довжина зони $l_I = 2,5 \text{ м}$):

$$p_I = 22,63 \text{ кПа}, g_I = p_I \cdot c = 22,63 \cdot 3 = 67,89 \text{ кН/м}.$$

$$M_I = \frac{67,89 \cdot 2,5^2}{2} = 212,16 \text{ кНм}.$$

Для визначення положення нейтральної осі в перерізі обчислюємо момент, який сприймає стиснута полиця:

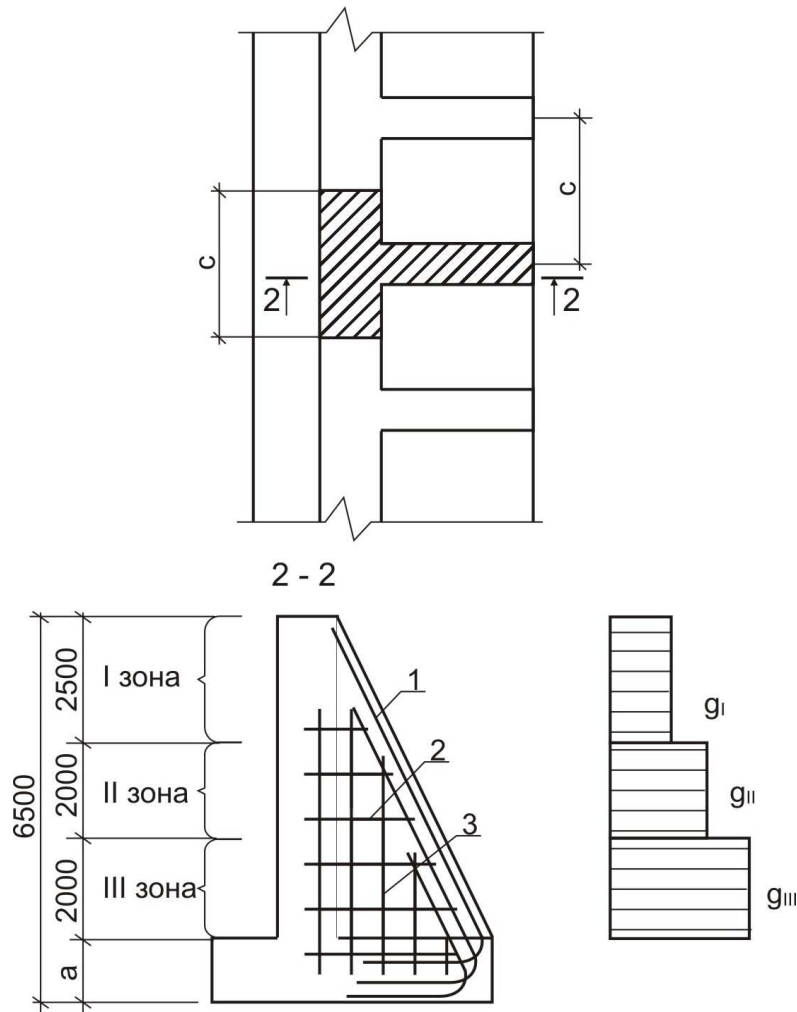


Рис. 5. До розрахунку ребра (контрфорсу) підпірної стіни

$$M_f = \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - 0,5h_f) =$$

$$= 1 \cdot 8,5 \cdot 3 \cdot 0,8 \cdot (1,19 - 0,5 \cdot 0,8) \cdot 10^3 = 16116 \text{ кНм},$$

$$\text{де } h_0 = h_I - d_{\text{зах.шару}} - \frac{d}{2} = 1,23 - 0,03 - \frac{0,02}{2} = 1,19 \text{ м.}$$

Висоту перерізу знаходимо з пропорції:

$$\frac{h_I}{l_I} = \frac{B-b-t}{h}, \frac{h_I}{2,5} = \frac{3,2}{6,5} \Rightarrow h_I = \frac{2,5 \cdot 3,2}{6,5} = 1,23 \text{ м.}$$

Оскільки $M_f > M$, то нейтральна вісь проходить у полиці і подальший розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу з розмірами: $b'_f \times h_0 = 3 \times 1,19 \text{ м.}$

$$\alpha = \frac{M_I}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{212,16 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 3 \cdot 1,19^2} = 0,01.$$

За таблицею по значенню α визначаємо: $\eta = 0,995$ та $\xi = 0,01$.

Умова: $\xi = 0,01 < \xi_r = 0,673$ виконується.

$$A_{sI} = \frac{M_I}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{212,16}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,995 \cdot 1,19} = 0,00071 \text{ м}^2 = 7,1 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5 стержнів $\varnothing 14$ класу А300 з $A_{sI} = 7,69 \text{ см}^2$.

Зона II (довжина зони $l_{II} = 4,5 \text{ м}$):

$$p_{II} = 38,38 \text{ кПа}, g_{II} = p_{II} \cdot c = 38,38 \cdot 3 = 115,14 \text{ кН/м}.$$

$$M_{II} = \frac{115,14 \cdot 4,5^2}{2} = 1165,79 \text{ кНм}.$$

Момент, що сприймає стиснута полиця:

$$M_f = \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - 0,5 h_f) = 1 \cdot 8,5 \cdot 3 \cdot 0,8 \cdot (2,17 - 0,5 \cdot 0,8) \cdot 10^3 = 36108 \text{ кНм},$$

$$\text{де } h_0 = h_{II} - d_{\text{зах.шару}} - \frac{d}{2} = 2,21 - 0,03 - \frac{0,02}{2} = 2,17 \text{ м}.$$

Висоту перерізу знаходимо з пропорції:

$$\frac{h_{II}}{l_{II}} = \frac{B - b - t}{h}, \frac{h_{II}}{4,5} = \frac{3,2}{6,5} \Rightarrow h_{II} = \frac{4,5 \cdot 3,2}{6,5} = 2,21 \text{ м}.$$

Оскільки $M_f > M$, то нейтральна вісь проходить у полиці і подальший розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу з розмірами: $b'_f \times h_0 = 3 \times 2,17 \text{ м}$.

$$\alpha = \frac{M_{II}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1165,79 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 3 \cdot 2,17^2} = 0,01.$$

За таблицею по значенню α визначаємо: $\eta = 0,995$ та $\xi = 0,01$.

Умова: $\xi = 0,01 < \xi_r = 0,673$ виконується.

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{1165,79}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,995 \cdot 2,17} = 0,00214 \text{ м}^2 = 21,4 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5 стержнів $\varnothing 16$ класу А300 з $A_{sII} = 10,05 \text{ см}^2$ та 5 стержнів $\varnothing 18$ класу А300 з $A_{sII} = 12,72 \text{ см}^2$.

Зона III (довжина зони $l_{III} = 6,5 \text{ м}$):

$$p_{III} = 54,13 \text{ кПа}, g_{III} = p_{III} \cdot c = 54,13 \cdot 3 = 162,39 \text{ кН/м}.$$

$$M_{III} = \frac{162,39 \cdot 6,5^2}{2} = 3430,49 \text{ кНм}.$$

Момент, що сприймає стиснута полиця:

$$M_f = \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - 0,5h_f) = \\ = 1 \cdot 8,5 \cdot 3 \cdot 0,8 \cdot (3,156 - 0,5 \cdot 0,8) \cdot 10^3 = 56222 \text{ кНм},$$

$$\text{де } h_0 = h_I - d_{\text{зах.шару}} - \frac{d}{2} = 3,2 - 0,03 - \frac{0,028}{2} = 3,156 \text{ м}.$$

Оскільки $M_f > M$, то нейтральна вісь проходить у полиці і подальший розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу з розмірами $b'_f \times h_0 = 3 \times 3,156 \text{ м}$.

$$\alpha = \frac{M_{III}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3430,49 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 3 \cdot 3,156^2} = 0,013.$$

За таблицею по значенню α визначаємо: $\eta = 0,992$ та $\xi = 0,013$.

Умова: $\xi = 0,013 < \xi_r = 0,673$ виконується.

$$A_{sIII} = \frac{M_{III}}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{3430,49}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,992 \cdot 3,156} = \\ = 0,004348 \text{ м}^2 = 43,48 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5 стержнів $\varnothing 22$ класу А300 з $A_{sIII} = 19,0 \text{ см}^2$ та 5 стержнів $\varnothing 25$ класу А300 з $A_{sIII} = 24,54 \text{ см}^2$.

Додатково розміщуємо горизонтальну арматуру (поз.2 рис. 2.9), яка сприймає зусилля, що намагається відірвати вертикальну плиту підпірної стінки від ребра. Площу перерізу цієї арматури (по даним зони ІІІ) знаходимо за виразом:

$$A_s^{\text{гориз}} = \frac{N_{\text{відрив}}^{\text{гориз}}}{\gamma_{s2} \cdot R_s},$$

де $N_{\text{відрив}}^{\text{гориз}}$ — сила, що відриває плиту від ребра.

$$N_{\text{відрив}}^{\text{гориз}} = g_{III} \cdot l_{III} = 162,39 \cdot 6,5 = 1055,54 \text{ кН},$$

$$A_s^{\text{гориз}} = \frac{N_{\text{відрив}}^{\text{гориз}}}{\gamma_{s2} \cdot R_s} = \frac{1055,54}{0,9 \cdot 28} = 41,88 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 21 стержень $\varnothing 16$ класу А300 з $A_s^{\text{гориз}} = 42,23 \text{ см}^2$. Арматуру необхідно надійно анкерувати у вертикальній стінці.

Крім того розміщуємо вертикальні стержні (поз.3 рис. 2.9), що розраховуються на відрив ребра від горизонтальної (фундаментної) плити.

Площу перерізу цієї арматури визначаємо за даними зони III.

Сила, що відриває ребро від горизонтальної плити:

$$N_{\text{відрив}}^{\text{верт}} = \frac{M_{III}}{B - b - t} = \frac{3430,49}{3,2} = 1072,03 \text{ кН.}$$

$$A_s^{\text{верт}} = \frac{N_{\text{відрив}}^{\text{верт}}}{\gamma_{s2} \cdot R_s} = \frac{1072,03}{0,9 \cdot 28} = 42,54 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 14 стержнів Ø20 класу А300 з $A_s^{\text{гориз}} = 43,98 \text{ см}^2$. Арматуру необхідно надійно анкерувати у горизонтальній плиті.

РОЗДІЛ 2. САМОСТІЙНА РОБОТА СТУДЕНТІВ

На територіях промислових і цивільних об'єктів будівництва поряд з будівлями виробничого, житлового, адміністративного, культурно-побутового призначення зводять інженерні споруди, які призначені забезпечувати: транспортні та виробничі операції; постачання об'єктів водою, стисненим газом, теплом; водовідведення; зберігання і розподілення сировини і готової продукції; благоустрій територій та інше. Одним із різновидів таких інженерних споруд є контрфорсні підпірні стіни.

На підпірну стіну діють навантаження: власна вага, вага ґрунту, активний та пасивний горизонтальний тиск ґрунту, навантаження на поверхні ґрунту. Вага стіни та ґрунту (в межах ширини підосви) визначаються за геометричними розмірами. Вертикальну плиту стіни необхідно розрахувати на утворення та ширину розкриття тріщин (III категорія тріщиностійкості).

Дані щодо розрахунку та проектування підпірних стін наведені в [1, 2, 3, 4, 9, 10, 14].

В рамках самостійної роботи кожен студент повинен розрахувати монолітну залізобетонну пірну стіну з контрфорсами згідно індивідуального завдання. Студенти приймають вихідні дані відповідно до наведеної табл. 1 за своїм кодом (шифром залікової книжки), або відповідно до виданого викладачем індивідуального завдання та виконують завдання аналогічні, що були розглянуті на практичних заняттях. Приймати інші вихідні дані не дозволяється.

Таблиця 1. Вихідні дані для розрахунку та проектування підпірної стіни з контрфорсами із монолітного залізобетону

| Передостання цифра шифру | Повна висота стіни, м | Глибина закладання підлоги, м | Питома вага ґрунту γ , т/м ³ | Клас бетону | Клас робочої арматури | Кут внутрішнього тертя, φ^0 | Коефіцієнт тертя ґрунту об бетон, μ | Опір ґрунту R_0 , кПа | Тимчасове навантаження на поверхні q , кПа |
|--------------------------|-----------------------|-------------------------------|--|-------------|-----------------------|-------------------------------------|---|-------------------------|--|
| 0 | 6,5 | 1,6 | 1,75 | B15 | A240C | 28 | 0,4 | 260 | 12 |
| 1 | 8,5 | 2,4 | 1,8 | B20 | A500C | 32 | 0,5 | 240 | 8,0 |
| 2 | 7,8 | 1,2 | 2,0 | B12,5 | A400C | 34 | 0,35 | 310 | 14 |
| 3 | 7,5 | 1,8 | 1,6 | B15 | A500C | 25 | 0,6 | 300 | 6,0 |
| 4 | 6,0 | 1,4 | 1,85 | B12,5 | A240C | 29 | 0,45 | 210 | 10 |
| 5 | 6,8 | 1,6 | 1,9 | B20 | A400C | 35 | 0,3 | 250 | 13 |
| 6 | 7,0 | 1,4 | 1,65 | B20 | A240C | 40 | 0,55 | 200 | 9,0 |
| 7 | 5,8 | 1,0 | 1,7 | B15 | A400C | 26 | 0,5 | 320 | 15 |
| 8 | 6,6 | 1,5 | 2,0 | B12,5 | A500C | 38 | 0,4 | 270 | 11 |
| 9 | 8,0 | 2,1 | 1,95 | B15 | A500C | 30 | 0,6 | 230 | 14 |

Запитання для самоперевірки

1. Призначення та функції залізобетонних підпірних стін.
2. Описати типи залізобетонних підпірних стін.
3. Які основні конструктивні вимоги до залізобетонних підпірних стін?
4. Як визначається тиск ґрунту на підпірні стіни?
5. Які є умови стійкості кутових залізобетонних підпірних стін?
6. Як розраховується контрфорсна підпірна стіна на стійкість?
7. Як розраховуються консольні кутові підпірні стіни?
8. Як армуються консольні кутові підпірні стіни?
9. Як розраховуються кутові контрфорсні стіни?
10. Як армуються кутові контрфорсні стіни?
11. Основні положення розрахунку підпірних стін.
12. Основні положення конструювання збірних залізобетонних підпірних стін.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бабич Є.М. та інші. Інженерні конструкції: Підручник. – Львів., 1991 – 352 с.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. Для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил.
3. Берген Р.И., Дукарский Ю.М. Инженерные конструкции: Учеб. пособие для студ. вузов спец. „Гидромелиорация”. – М.: высш. школа, 1982. – 431 с., ил.
4. ГОСТ 21.503-80. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи / Госстрой СССР: Издательство стандартов, 1981 – 18 с.
5. Инструкция по проектированию элеваторов, зерноскладов и других предприятий, зданий и сооружений по обработке и хранению зерна. СН 261 – 77. М.: Стройиздат, 1977. – 44 с.
6. Латышев Б.В. Практические методы расчёта железобетонных силосных корпусов. – 2-е изд., доп. и перераб. – Л.: Стройиздат, 1985. – 192 с.
7. Липницкий М.Е., Абрамович Ж.Р. Железобетонные бункера и силоса. – 2-е изд., доп. и перераб. – Ленинград, 1967. – 355 с.
8. Раковицан А.П., Сафронеев В.Б., Лисеев В.П. Проектирование железобетонных инженерных сооружений, Госстройиздат УССР, Киев, 1962. – 367 с.
9. Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов – М.: Стройиздат, 1984 – 116 с.
10. Стулов Т.Т., Бунчук В.А. и др. Железобетонные резервуары для хранения нефти и нефтепродуктов. Проектирование и сооружение. Издательство „Недра”, 1968. Стр. 287.
11. СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции. М.: ЦИТП Госстроя СС СР, 1989. – 80 с.
12. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с
13. Цай Т.Н. Строительные конструкции. М.: Стройиздат, 1985. – 461 с.
14. Масюк Г.Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд промислових підприємств: Навчальний посібник. - Рівне: НУВГП, 2010. – 212 с.
15. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
16. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.